

IMPACTO DE LA DISPOSICIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS EN LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DISEÑADOS CON BASE EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco,
Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

Gonzalo Gatica Avilés

Ingeniero estructural, CH2MHill, Torre Mexicana, Piso 25, México, DF,
Correo electrónico: Gonzalo.Gatica@CH2M.com

Luis Angel Urbina Californias

Estudiante de Maestría en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av.
San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, C.P. 02200, México, DF.
Correo electrónico: ucla_1985@yahoo.com.mx

Luis Victoria Torres

Ingeniero Estructural, Av. San Pablo 252, Col. Reynosa Tamaulipas, C.P. 02200, México, DF.
Correo electrónico: rex_bastian_uam@hotmail.com

RESUMEN

En este artículo se presentan y comparan los resultados de un estudio realizado en diferentes diseños hechos para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos de concreto reforzado, diseñados con factores de comportamiento sísmico $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$, utilizando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo vigentes (NTCS-2004) del Reglamento del Distrito Federal de México. Una variable importante en el diseño de los edificios fue el sistema de piso. Los resultados de los análisis dinámicos no lineales demuestran que el comportamiento sísmico de los modelos diseñados con losas perimetralmente apoyadas que cuentan con vigas secundarias en ambas direcciones es más balanceado en sus demandas inelásticas que en los modelos donde se disponen vigas secundarias en una sola dirección.

ABSTRACT

In this paper the results of different designs made for 15-story RC moment-resisting framed buildings is presented. Buildings were designed considering seismic response modification factors $Q=2$, $Q=3$ and $Q=4$ and using the design methodology of the seismic provisions (NTCS-2004) of Mexico's Federal District Code. An important variable in the design of the buildings was the characteristics of the floor system. From the observation of the results of nonlinear dynamic analyses is concluded that the inelastic demands of buildings with floor systems having secondary beams (girders) in both directions are more balanced than those for buildings with floor systems having girders in one direction.

INTRODUCCIÓN

Quizá una de las estructuraciones más comunes en edificación urbana en la ciudad de México es con base en marcos de concreto reforzado. Existe un gran inventario de edificios con estas características en la ciudad, particularmente en la zona de terreno blando, donde su desempeño previo durante los sismos de septiembre de 1985 no fue del todo satisfactorio, particularmente los edificios de mediana altura (por ejemplo, “Instituto” 1985, Fundación ICA 1988).

Como consecuencia de ello, el diseño de edificios con marcos de concreto reforzado se hizo más estricto y riguroso a partir de 1987 en el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, particularmente para los marcos dúctiles, pero los procedimientos prescritos por las normas no están exentos de algunas recomendaciones arbitrarias y poco prácticas de aplicar, como se ha discutido y demostrado con anterioridad (por ejemplo, Luna 2000, Luna y Tena 2002, Tena-Colunga *et al.* 2008). Esto ha traído como consecuencia que muchos diseñadores hayan decidido no diseñar marcos dúctiles conforme a las normas, por las complicaciones que en su momento le han encontrado (Riobóo 1995) y han optado en cambio por el diseño y construcción de marcos no dúctiles utilizando un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Sin embargo, si existen algunos ingenieros que han diseñado y construido marcos dúctiles ($Q=3$ o $Q=4$), aunque el número de éstos ha sido muy inferior al de marcos no dúctiles. Dadas las advertencias de los académicos de que no es razonablemente seguro diseñar marcos no dúctiles con $Q=2$ en la zona de terreno blando de la ciudad de México (también conocida coloquialmente como “zona del lago”), sobre todo si se detallan como se indica en las normas, algunos ingenieros con mayor experiencia, conocimiento y prudencia han puesto en práctica el diseñar marcos de concreto reforzado utilizando los resultados de los análisis con fuerzas reducidas utilizando un $Q=2$, pero detallándolos de manera voluntaria conforme a los lineamientos mínimos de detallado y confinamiento que las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTCC-04 2004) establecen para vigas, columnas y el nudo viga-columna de marcos dúctiles (García Jarque 2006).

Por otra parte, un aspecto sobre el cual no se ha reflexionado lo suficiente en el caso de edificio con base en marcos de concreto reforzado, que en México tradicionalmente emplean un sistema de piso con base en losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas, es la importancia que tiene el diseño de este sistema de piso en sí en el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. En México es práctica común que en claros de cierta importancia, para reducir el perímetro y, con ello, el espesor de losa necesario para resistir el cortante por penetración y el estado límite de deformación ante cargas de servicio, se empleen vigas secundarias. La práctica más común y generalizada es utilizar vigas secundarias dispuestas en una sola dirección. Al respecto, al primer autor le llamó poderosamente la atención desde finales de 1985, durante las evaluaciones en que participó de estructuras dañadas por los sismos de septiembre de 1985 y en las cuales realizó inspecciones visuales a más de 110 edificios dañados, que en los edificios con base en marcos de concreto reforzado con el sistema de piso descrito, era común observar que una dirección estaba notablemente más dañada que la otra, y frecuentemente era en la dirección paralela a las vigas secundarias, aunque ésta no correspondiese a la orientación E-W, que fue donde se presentaron las mayores demandas de aceleración en toda la zona del lago y donde normalmente se esperaban los mayores daños. Le pareció en ese entonces que ese fenómeno debería tener una explicación lógica que su conocimiento en ese tiempo, como estudiante de último semestre de licenciatura, no le alcanzaba para ello.

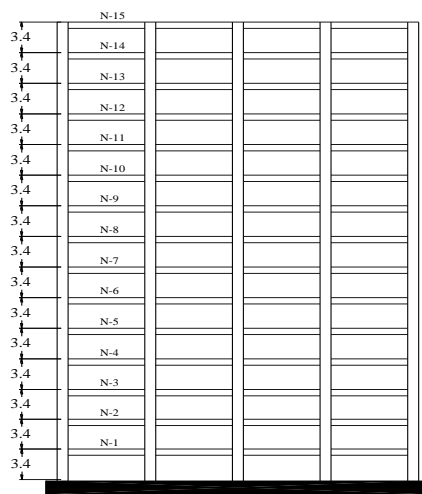
En virtud de lo anteriormente expuesto, en este artículo se presentan y comparan los resultados de estudios realizado en diferentes diseños hechos para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos de concreto reforzado, diseñados con factores de comportamiento sísmico $Q=2$ (no dúctiles), $Q=3$ (dúctiles) y $Q=4$ (dúctiles), utilizando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal mexicano vigentes (NTCS-04 2004). Una variable importante en el diseño fue el sistema de piso. Aunque todos los edificios se diseñaron considerando que el sistema de piso lo constituyen losas perimetralmente apoyadas, en unos casos se consideró lo más común, utilizar vigas secundarias sólo en una dirección, mientras que en otros casos se consideraron que las vigas secundarias se disponen en ambas direcciones. Además, para el caso de marcos no dúctiles ($Q=2$), se evaluó también la práctica de aplicar voluntariamente los requisitos mínimos

de detallado y confinamiento de las NTCC-2004 para marcos dúctiles. Los detalles de estos estudios se reportan en Gatica (2007), Urbina (2010) y Victoria (2011), y en las siguientes secciones se presentarán y discutirán algunos de los aspectos más relevantes de dichos estudios.

EDIFICIO EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA DE DISEÑO

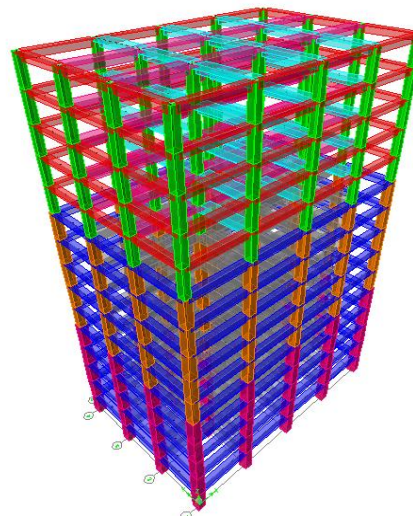
Descripción de la estructura y modelos de análisis

Se trata de un edificio de oficinas regular en planta y en elevación (figura 1). Su planta es rectangular de 21 m de ancho (dirección y) por 32 m de largo (dirección x). La estructuración del edificio es totalmente simétrica, con cuatro crujeías en la dirección x y tres en la dirección y con claros de 8 y 7 m respectivamente. El edificio consta de 15 niveles con alturas típicas de entrepiso de 3.4 m, para una altura total de 51 m. Esta configuración estructural ha sido utilizada en estudios previos en edificios de 4, 8 y 12 niveles (Luaces 1995) y de 12 y 15 niveles (por ejemplo, Luna 2000, Correa 2005, Tena-Colunga *et al.* 2008).



Vista en elevación

a) Elevación



b) Modelo tridimensional

Figura 1 Edificio en estudio

Una variable importante en el diseño de todos los edificios ($Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$) fue el sistema de piso. Aunque todos los edificios se diseñaron considerando que el sistema de piso lo constituyen losas perimetralmente apoyadas, en unos casos se consideró lo más común, utilizar vigas secundarias sólo en una dirección (figura 2a), mientras que en otros casos se consideraron que las vigas secundarias se disponen en ambas direcciones (figura 2b). El diseño de las losas perimetralmente apoyadas se hizo de la manera tradicional conforme a las NTCC-2004, como se ilustra, por ejemplo, en González y Robles (2005). Las vigas secundarias se diseñaron como acostumbra muchos ingenieros de la práctica, como se describe con detalle en Gatica (2007), Urbina (2010) y Victoria (2011).

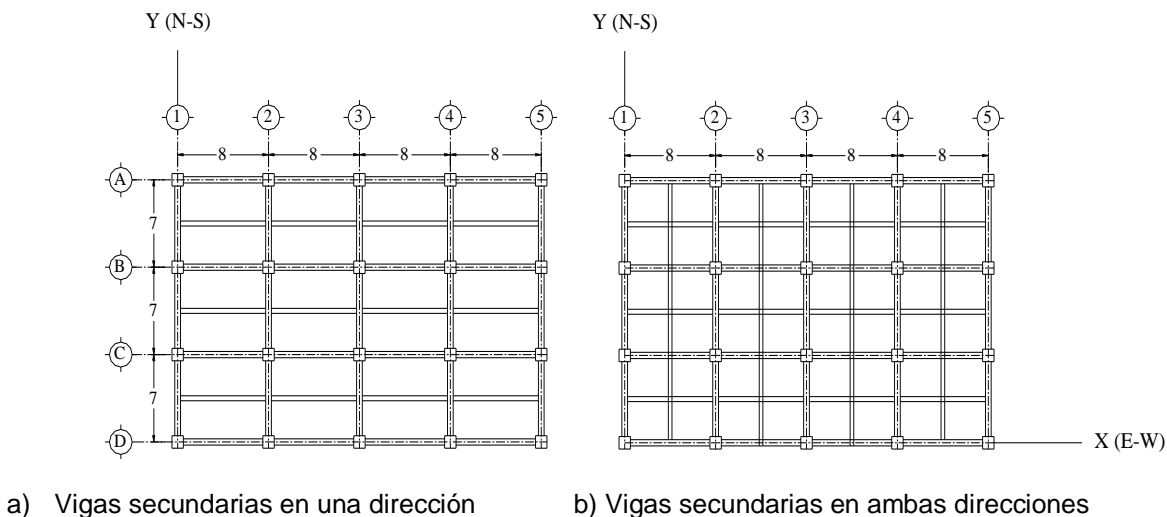


Figura 2 Plantas del edificio en estudio

El diseño estructural de los marcos dúctiles ($Q=3$ y $Q=4$, Gatica 2007) se realizó con apoyo del programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW versión 2.06 (Corona 2003), el cual aplica las disposiciones del RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para el prediseño de miembros a flexión y flexocompresión biaxial, mientras que para el diseño de los marcos no dúctiles se empleó el programa ETABS 9 (Habibullah 2007). Con estos programas se determinaron las fuerzas sísmicas laterales mediante un análisis dinámico modal espectral y se incluyeron los efectos $P-\Delta$. En la figura 1b se presenta el modelo tridimensional para el edificio en estudio.

Espectros de diseño sísmico

Se consideró que los edificios se encuentran ubicados en la subzona IIIb, dado que a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico. Además, en esta zona está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), y el estudio valora a los diseños empleando, entre otros, los acelerogramas registrados en el sitio SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Para definir el espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A de las NTCS-2004, se consideró como periodo dominante más largo del terreno el valor $T_s=2s$ (periodo asociado al sitio SCT), quedando así el coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = 0.25$, el coeficiente sísmico $c=1.2$, el coeficiente $k=0.35$ y los periodos característicos $T_a=1.175s$ y $T_b=2.4s$. No se consideró la interacción suelo-estructura, por lo cual el factor de reducción por amortiguamiento suplementario se tomó igual a uno, $\beta = 1$.

En la figura 3 se presentan los espectros elásticos para diseño sísmico del cuerpo principal y del Apéndice A de las NTCS-2004, así como los espectros reducidos para cada caso con $Q=4$, $Q=3$ y $Q=2$. Se observa en esta figura que aunque la meseta del espectro elástico del Apéndice Normativo A es mucho más alta que aquella asociada al espectro elástico del cuerpo principal, al aplicar las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia, los espectros reducidos son muy parecidos, al menos para periodos menores a 2.4 segundos.

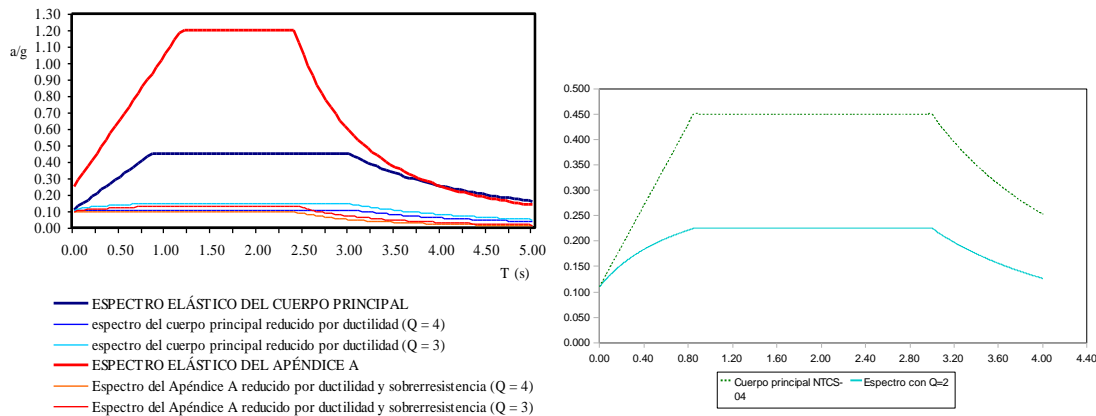


Figura 3 Espectros de diseño sísmico para la zona IIIb de las NTCS-2004

Consideraciones para el análisis estructural

En este trabajo, en los modelos de análisis estructural se consideraron que las secciones de las vigas son T, es decir, se tomó en cuenta la participación de la losa en rigidez y resistencia. En los análisis también se consideró que la rigidez en los nudos es 50% de la que tendrían si fueran infinitamente rígidos a flexión, que es una hipótesis comúnmente utilizada para el diseño de estructuras con base en marcos de concreto reforzado (Horvilleur y Cheema 1994, Tena 2007).

Con la finalidad de obtener estimaciones razonables de los periodos fundamentales de cada modelo en su condición inicial (elástica) y última (inelástica) y, consecuentemente, tener una buena estimación de las demandas sísmicas incorporando tanto un sismo frecuente (de servicio) como uno intenso (de diseño), para los marcos dúctiles ($Q=3$ y $Q=4$) se emplearon dos modelos para el análisis y diseño de cada uno de los edificios tipo estudiados:

- uno en el cual se modeló a todos los miembros estructurales con propiedades de secciones brutas, tomando en cuenta que todo edificio nuevo que aún no experimenta sismo alguno se encuentra en tales condiciones antes de afrontar a su primer sismo (sea intenso o no) y,
- otro en el cual se modeló de manera muy simple y aproximada el agrietamiento de las vigas, tomando el momento de inercia de las mismas igual a la mitad del momento de inercia de la sección bruta, tal y como se establece en el artículo 1.4.1 de la propuesta de NTCC-2004 (2004), y que en este caso representaría crudamente una condición última del edificio *posterior* a la ocurrencia del sismo de diseño.

Cabe señalar que modelar marcos considerando que sus vigas tiene el 50% de la inercia de su sección bruta contempla ya un degradación importante de la rigidez de las vigas, que para una estructura diseñada con reglamentos modernos sólo puede estar asociada a un estado de daño, por lo que con tal modelación se obtiene una rigidez secante equivalente que en algunos casos conlleva a casi obtener el periodo esperado para el estado último de deformación contemplado por el Reglamento, particularmente para los casos en que se utiliza $Q=2$ y donde además de las vigas, se consideraran inercias reducidas para las columnas (δ_u , figura 4a). Cuando sólo se consideran inercias reducidas para las vigas, para $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$, el desplazamiento estimado con la rigidez secante es menor al δ_u de la equivalencia elastoplástica (figura 4b), pero no se dan guías en las NTCC-2004 de cómo estimar δ_u a partir del desplazamiento obtenido con el análisis elástico equivalente utilizando una rigidez secante, pero ciertamente no es multiplicando éste por Q , que irremediablemente lleva a una estimación muy conservadora y exagerada del desplazamiento último con fines de diseño. Se debería en este caso multiplicar por un factor que también sería dependiente de Q y de la flexibilidad relativa de vigas con columnas, complicación que no tiene sentido para fines prácticos.

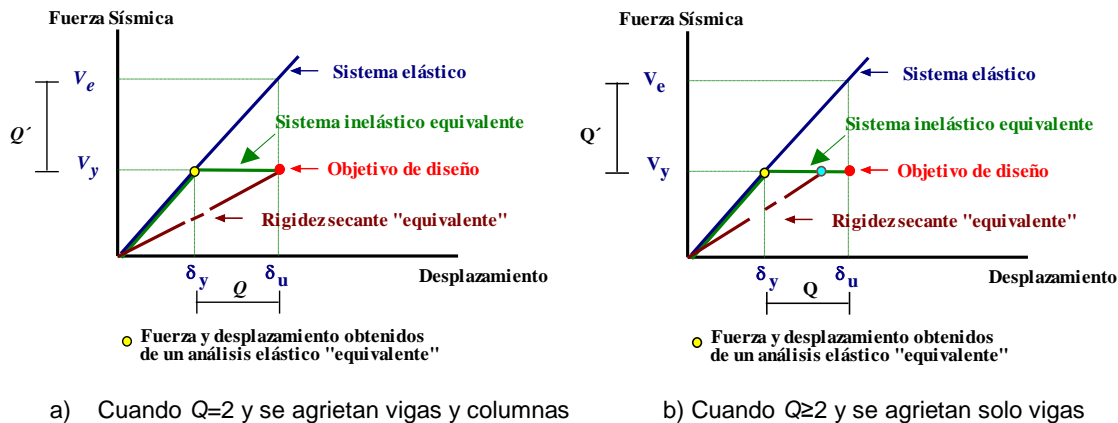


Figura 4 Conceptualización de los factores de comportamiento sísmico (Q) y de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño (Q') de los reglamentos de diseño sísmico de México, considerando que, por simplicidad, se supone que el sistema inelástico equivalente tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.

Por ello, esta modelación, propuesta por las NTCC-2004 y otros reglamentos internacionales como el ACI, es imperfecta, pues entre otras cosas, es bien conocido además que la degradación de rigidez de las vigas de los marcos en elevación y en planta no es uniforme, como se ilustra secciones más adelante. Cabe señalar que una pérdida del 50% de la rigidez de las vigas está asociada a rotaciones plásticas y agrietamientos importantes, observables a simple vista, y que se necesita además que un gran volumen del elemento esté agrietado para perder el 50% de su rigidez inicial. Nos parece que los miembros de los distintos comités de los reglamentos internacionales están errónea e irreflexiblemente achacándole las pérdidas de rigidez de modelos experimentales con respecto a estimaciones analíticas a las muy pequeñas grietas por contracción del concreto (en grosor y longitud), sin tomar en cuenta que tienen incertidumbres muy grandes en el módulo de elasticidad (E) que estiman directamente a partir de la media de los ensayos de unos cuantos cilindros y/o a partir de una fórmula propuesta por un reglamento y, curiosamente, a este parámetro lo mantienen como si fuera una constante absoluta, ¡nada más alejado de la realidad!

En opinión del primer autor, el aplicar irreflexivamente la disposición de la sección 1.4.1 de las NTCC-2004 al considerar propiedades de secciones agrietadas para la elaboración de modelos de análisis estructural de estructuras de concreto es miope para el diseño de estructuras nuevas, ya que no toma en cuenta que toda estructura nueva, o que no haya sido afectada por un sismo importante, se encuentra prácticamente intacta y/o sin un nivel de agrietamiento que justifique una reducción de la inercia de sus vigas de hasta un 50% (asociado a un agrietamiento importante y visible), y es precisamente en estas condiciones que debe resistir su primer excitación sísmica. Aunque la intención de esta disposición es buena, no puede generalizarse su aplicación, pues esto podría llevar en algunos casos a diseños inseguros y en otros a diseños demasiado conservadores.

Para contemplar de manera razonable el efecto del agrietamiento de las vigas y tener así diseños más seguros, debe observarse la ubicación de los periodos fundamentales y de orden superior de la estructura dentro del espectro de diseño sísmico de interés (figura 5). Considérese que la estructura tiene un periodo fundamental T_e cuando las vigas y columnas no están agrietadas y T_{cr} cuando las vigas están agrietadas y, por tanto, se está tomando una rigidez secante.

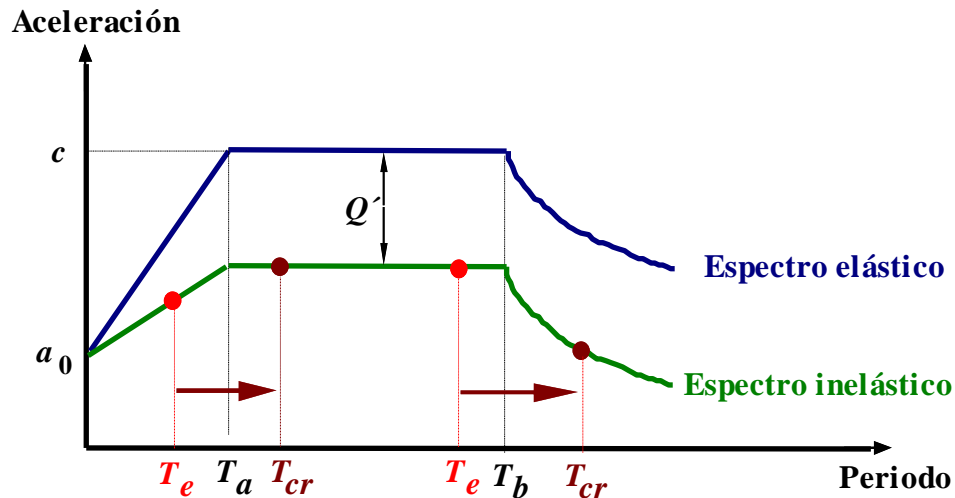


Figura 5 Ilustración simplista del por qué no resulta siempre seguro diseñar estructuras de concreto reforzado considerando una rigidez agrietada en vigas

Cuando se considera que las trabes de una estructura están agrietadas, la rigidez de la estructura disminuye y sus periodos fundamental (T_{cr}) y de orden superior aumentan; sin embargo, esto no necesariamente redundará en un aumento de las fuerzas laterales de diseño, como se aprecia de la esquematización hecha en la figura 5. Si el periodo fundamental elástico de la estructura (T_e) se encuentra cerca del final de la meseta del espectro para diseño sísmico, un aumento en el periodo por considerar secciones agrietadas (T_{cr}) podría llevarlo más allá del periodo característico T_b , ubicándolo en la zona de la caída de las ordenadas espectrales, lo cual derivaría en la obtención de demandas sísmicas menores (figura 5), teniendo así diseños inseguros, lo cual es contrario al espíritu de la disposición 1.4.1.

Por otra parte, si se utilizan secciones agrietadas en vigas exclusivamente y se aplica la revisión por distorsiones laterales tal y como se establece en las NTCS-2004, es decir, estimar los desplazamientos inelásticos últimos de diseño (δ_u) a partir de multiplicar por Q los desplazamientos elásticos (δ_y) obtenidos a partir de las fuerzas sísmicas reducidas (V_y) ya por Q' , como se ilustra esquemáticamente en la figura 4, la satisfacción de las distorsiones de entrepiso permisibles sólo se daría con secciones estructurales muy robustas. Esto sucedería ya que de manera conceptualmente errónea se multiplicarían por Q los desplazamientos obtenidos de un análisis ante carga lateral de un modelo estructural que ya toma en cuenta de manera indirecta y simplificada la inelasticidad de las vigas en términos de su rigidez agrietada (rigidez secante “equivalente”, figura 4), por lo que no deben amplificarse por Q , sino por una cantidad desconocida menor a Q , como se ilustra claramente en la figura 4, donde se observa que con la rigidez secante se estimaría un desplazamiento entre δ_y y δ_u , y esta estimación sería más precisa y se aproximaría a δ_u a medida que disminuye Q y se aproxima al valor $Q=2$. Resulta también claro de la figura 4 que cuando se consideran propiedades elásticas y se realiza un análisis elástico, los desplazamientos obtenidos (δ_y) sí deben multiplicarse por Q para obtener δ_u .

Si se utilizan propiedades agrietadas en vigas y los desplazamientos y las distorsiones calculados se multiplican por Q de manera conceptualmente equivocada, el obtener secciones más robustas podría redundar también en que, a final de cuentas, los marcos dúctiles que se quieren diseñar posiblemente no lo sean tanto, pues pueden ser innecesariamente más rígidos, lo que limitaría su capacidad de deformación y, en algunos casos, serían innecesariamente más resistentes, existiendo la posibilidad de que su respuesta ante un sismo de diseño sea elástica o casi elástica.

En este sentido, Luaces (1995) aplicó el concepto de diseñar edificios con marcos dúctiles de concreto reforzado con $Q=4$ satisfaciendo una mayoría de las disposiciones (no todas) del Reglamento del Distrito Federal, y utilizando secciones agrietadas en vigas conforme a las NTCC vigentes. Una

evaluación de su diseño con $Q=4$ para el edificio de 12 pisos ubicado en la zona III del Distrito Federal mediante análisis dinámicos no lineales sugiere que, sin considerar sobrerresistencias (sólo capacidades nominales), su respuesta esperada sería esencialmente elástica ante la componente E-W del registro acelerográfico de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para el sismo del 19 de septiembre de 1985 si se considera que este fuera el primer evento sísmico que debiera resistir (Tena-Colunga *et al.* 2008). En efecto, al parecer, esta estrategia de diseño lideró a un diseño conservador ante sismos intensos, el cual no siempre puede valorarse de manera correcta a partir de análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente (o análisis pushover), donde la información más relevante son las resistencias y capacidades de deformación última y cómo se asocian éstas con los mecanismos de falla.

Tomando en cuenta todo lo anterior, y enfatizando nuevamente que para el diseño de cada uno de los edificios diseñados con $Q=3$ y $Q=4$ se utilizaron dos modelos, uno que considera vigas con propiedades de las secciones brutas y otro que considera vigas agrietadas (50% de la inercia de su sección bruta), se procedió como se resume a continuación:

- Con los modelos que consideran las propiedades de las secciones brutas de las vigas, se revisó el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso permisibles, multiplicando las distorsiones obtenidas en el análisis elástico por el factor de comportamiento sísmico respectivo Q .
- Para los modelos donde se consideran propiedades de secciones agrietadas (50% de la inercia de su sección bruta), las distorsiones de entrepiso calculadas de este análisis secante o “no lineal” equivalente se comparan directamente con los límites permisibles.
- También se determinaron para cada uno de estos dos modelos las demandas preliminares de refuerzo para los miembros estructurales. Los suministros de refuerzo quedaron así definidos de tal suerte que se satisficieran simultáneamente las demandas obtenidas con ambos modelados, es decir, considerando: a) propiedades elásticas de las vigas (estado inicial virgen) y, b) el agrietamiento de las vigas (estado último esperado).

En el caso de los marcos no dúctiles, donde se consideró $Q=2$, sólo se diseñaron considerando las propiedades de las secciones brutas, conforme a los espectros de diseño del cuerpo principal de las NTCS-2004 (figura 3), y se aplicaron voluntariamente los requisitos mínimos de detallado y confinamiento de las NTCC-2004 para marcos dúctiles (Urbina 2010, Victoria 2011), por ser así como han procedido por varios años los ingenieros de la práctica y, por tanto, dado que ya existe un inventario importante de edificios diseñados y construidos con esta práctica, es relevante tener indicios de qué tipo de comportamiento puede esperarse de esta clase de edificios en sismos futuros, tomando en cuenta que los edificios de mediana altura en la zona de lago son normalmente los más vulnerables.

Para los marcos dúctiles ($Q=3$ y $Q=4$), se diseñaron tanto con los espectros de la zona IIIb conforme al cuerpo principal como con los espectros y el procedimiento establecido en el Apéndice A de las NTCS-2004, con la finalidad de comparar las diferencias que se puedan presentar en el comportamiento sísmico entre el diseño de una misma configuración estructural utilizando estos procedimientos (Gatica 2007).

En todos los modelos se consideraron cambios de secciones transversales de columnas y de vigas cada cinco niveles y se tipificaron refuerzos en función de su demanda y ubicación, de manera que siempre se mantuviera en planta una simetría tanto de rigidez como de resistencia en ambas direcciones; esto se ilustra esquemáticamente en las figuras 6 y 7 para el modelo M1Q2CP. Cabe señalar que en la figura 6, el color distinto para identificar las rigideces de las vigas de marcos exteriores con interiores en un mismo nivel se debe al hecho que en un marco interior, el ancho equivalente de la losa para fines de rigidez establecido por las NTCC-2004 equivale a $b+16t$, mientras que para los marcos exteriores resulta igual a $b+8t$, donde t es el espesor de la losa. Por otra parte, de las figuras 6 y 7 se aprecia que aunque las vigas no cambian de sección transversal en los primeros diez niveles (figura 6), si cambian los refuerzos (se optiman) cada cinco niveles (figura 7).

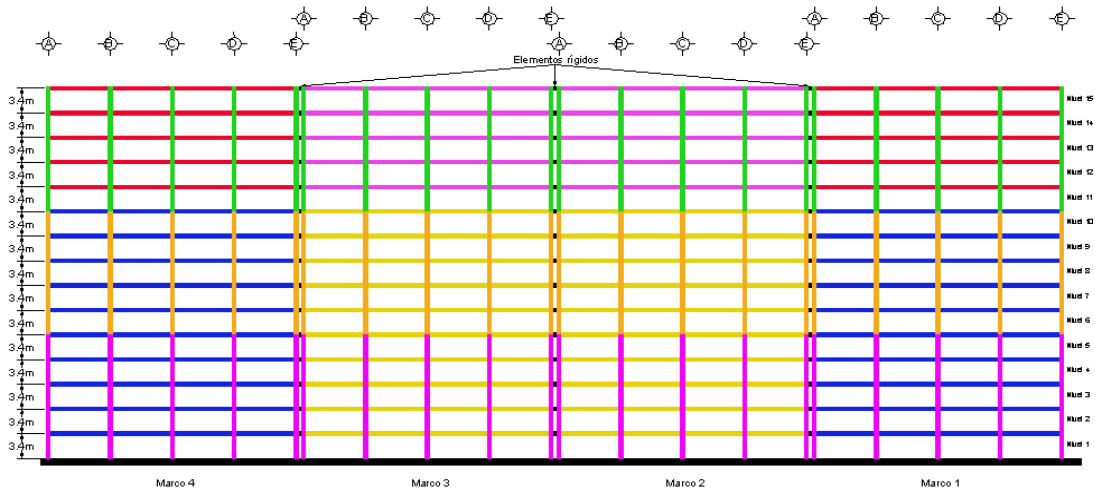


Figura 6 Identificación de propiedades de rigidez de columnas y vigas en dirección x, modelo M1Q2CP

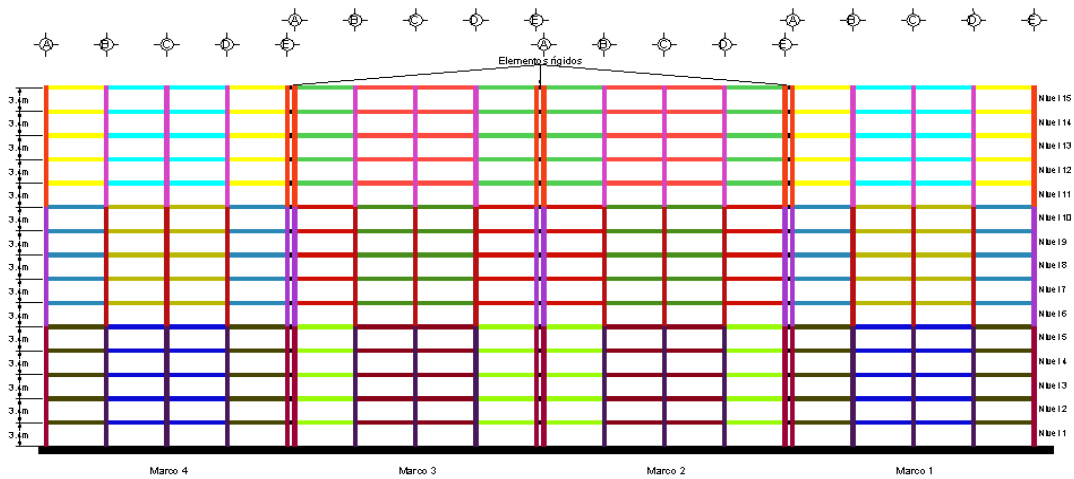


Figura 7 Identificación de refuerzos distintos en columnas y vigas en dirección x, modelo M1Q2CP

Periodos fundamentales de vibración

En la tabla 1 se resumen los periodos fundamentales de vibración en las dos direcciones ortogonales principales obtenidos para los diez modelos en estudio con las distintas hipótesis indicadas. En esta tabla, CP identifica un diseño conforme al espectro y lineamientos del cuerpo principal, AA a un diseño conforme al espectro y lineamientos del Apéndice A, M1 a los modelos con vigas secundarias corriendo en una dirección (dirección X, figura 2a) y M2 a los modelos con vigas secundarias corriendo en ambas direcciones ortogonales (figura 2b). De los resultados expuestos se pueden hacer las siguientes observaciones relevantes:

Tabla 1 Periodos fundamentales en las direcciones ortogonales obtenidos para los distintos modelos

Modelo	Q _{diseño}	Espectro	Vigas secundarias	Secciones brutas		Secciones agrietadas	
				T _{ew} (s)	T _{ns} (s)	T _{ew} (s)	T _{ns} (s)
M1Q4CP	4	CP	una dirección	1.558	1.137	2.010	1.405
M1Q4AA	4	AA	una dirección	1.364	1.139	1.756	1.420
M2Q4CP	4	CP	dos direcciones	1.551	1.346	1.991	1.659
M2Q4AA	4	AA	dos direcciones	1.353	1.247	1.721	1.525
M1Q3CP	3	CP	una dirección	1.512	1.017	1.959	1.265
M1Q3AA	3	AA	una dirección	1.328	1.037	1.717	1.290

72 IMPACTO DE LA DISPOSICIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS EN LOSAS

M2Q3CP	3	CP	dos direcciones	1.331	1.205	1.722	1.513
M2Q3AA	3	AA	dos direcciones	1.316	1.189	1.700	1.495
M1Q2CP	2	CP	una dirección	0.900	0.927	-	-
M2Q2CP	2	CP	dos direcciones	0.924	0.930	-	-

- Si existe un impacto importante en la estimación del periodo fundamental de vibrar si se consideran secciones brutas o secciones agrietadas. En este estudio, que se enfoca sólo para edificios de 15 niveles, el considerar secciones agrietadas lidera prácticamente a las estructuras a estar dentro de la rama ascendente de un acelerograma de un sitio representativo de la zona IIb de las NTCS-2004, por ejemplo el registro de SCT, donde la respuesta resonante se obtiene para $T=2s$.
- Con base en los espectros elásticos de diseño sísmico (figura 3), todos los modelos diseñados conforme al cuerpo principal ($Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$) se encuentran en la meseta de los espectros, que como se sabe, además de obscura conceptualmente, es exageradamente amplia. Es aquí donde la meseta de los espectros elásticos del Apéndice A luce más razonable (figura 3), para un diseño racional que indique más claramente la región donde se esperan respuestas resonantes, aunque en opinión de varios, también resulta algo amplia para tomar en cuenta de manera más transparente los efectos de sitio.
- Para este caso en particular y para los marcos dúctiles, se obtuvieron estructuras más rígidas diseñadas conforme al Apéndice A con respecto al cuerpo principal, y dado que todos estos diseños fueron elaborados por la misma persona (Gatica 2007), no existe en este caso duda razonable de que sea consecuencia de decisiones de diseño radicalmente distintas entre distintos diseñadores.
- Como debía esperarse, utilizar un factor de comportamiento sísmico Q menor (estructuras menos dúctiles) lidera al diseño de estructuras más rígidas y robustas que cuando se considera diseñar una estructura más dúctil. Se aprecia que a medida que disminuye Q , disminuyen los periodos fundamentales de vibrar para estructuras que esencialmente tienen una misma geometría, como consecuencia directa de tenerse que diseñar para fuerzas sísmicas mayores y, por ello, cuesta más trabajo satisfacer las demandas de resistencia con secciones menos robustas.
- Se aprecia que cuando se disponen vigas secundarias en ambas direcciones, los periodos fundamentales de vibración en las dos direcciones ortogonales principales son más cercanos que cuando se disponen vigas secundarias en una sola dirección. Esto es una consecuencia directa de la distinta distribución de las cargas verticales y su impacto relativo en las respectivas combinaciones con las cargas laterales por sismo, ya que cuando se utilizan vigas secundarias en dos direcciones, la carga vertical se distribuye más uniformemente entre los marcos de ambas direcciones, mientras que cuando se disponen en una sola dirección, las cargas verticales se concentran de manera importante en los marcos donde se apoyan las vigas secundarias, y esto obliga en muchos casos a demandar secciones transversales más robustas y peraltadas en vigas para soportar adecuadamente las combinaciones de carga vertical y lateral en esa dirección, mientras que en la dirección perpendicular las secciones requeridas en vigas son apreciablemente menores.

Distorsiones de entrepiso de diseño

Con la finalidad de evaluar diseños optimistas lo más al límite posible de lo que permite el Reglamento, en todos los modelos se intentó diseñar para distorsiones de entrepiso máximas cercanas al límite $\Delta=0.012$ en el caso de los edificios diseñados con el Cuerpo Principal (modelos CP) y $\Delta=0.030$ para los modelos diseñados conforme al Apéndice A (modelos AA). Esto sólo se pudo lograr parcialmente en los modelos diseñados con $Q=4$, como se ilustra en Gatica (2007), pues a medida que disminuye Q , las demandas de resistencia rigen el diseño y llevan a secciones más robustas que hacen a la estructura más rígida, como se discutió anteriormente con la información provista en la tabla 1.

Lo que cabe resaltar en esta sección es la confirmación, mediante los perfiles de las distorsiones de entepiso de diseño, que emplear sistemas de piso con vigas secundarias en dos direcciones lidera a diseños más balanceados de los marcos en las dos direcciones ortogonales principales de los marcos que cuando los sistemas de piso sólo emplean vigas secundarias en una dirección.

Para ilustrar lo anterior, en la figura 8 se presentan y comparan los perfiles de las distorsiones de entepiso de diseño de los marcos diseñados con $Q=4$ y el cuerpo principal, cuando se dispone de vigas secundarias en una sola dirección (modelo M1Q4CP, fig 8a) o en dos direcciones (modelo M2Q4CP, fig 8b). Se aprecia claramente que para el modelo con vigas en una sola dirección, en la dirección Y se obtienen distorsiones de diseño notablemente menores que en la dirección X (figura 8a), y es precisamente en los marcos de la dirección Y donde se apoyan y descargan las cargas verticales las vigas secundarias (figura 2a). En cambio, cuando se utilizan vigas secundarias en dos direcciones (figura 2b), la distribución de cargas verticales es más equitativa en ambas direcciones y, por ende, se llegan a diseños más balanceados en rigidez (figura 8b, Tabla 1) y en resistencia, como se ilustrará más adelante.

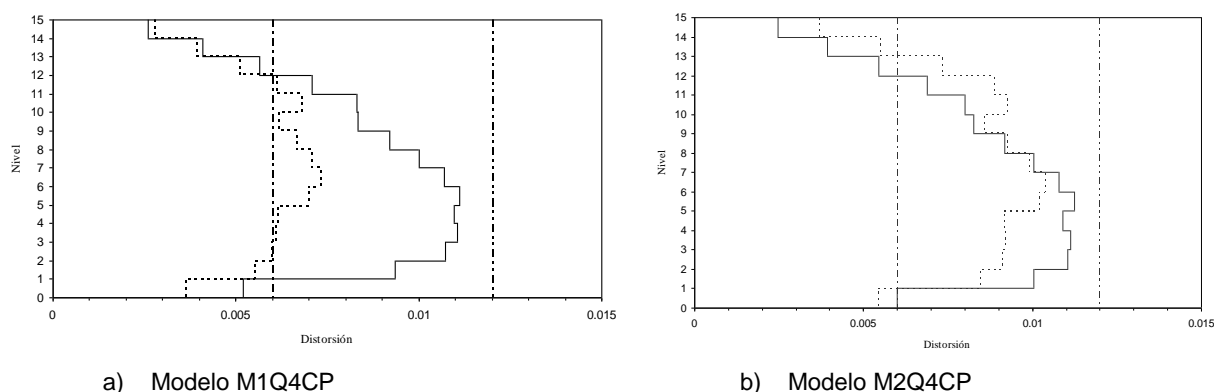


Figura 8 Distorsiones de entepiso de diseño para los modelos M1Q4CP y M2Q4CP, con línea continua se presenta el perfil en dirección X (E-W) y con línea discontinua en dirección Y

Breve resumen de las secciones de diseño

Los diseños de los marcos con losas macizas perimetralmente apoyadas que disponen de vigas secundarias en las dos direcciones (figura 2b) resultaron más balanceados en resistencia que aquéllos donde las vigas secundarias se colocan en una sola dirección (figura 2a), como se reporta con detalle en Gatica (2007), y comparando en su integridad los diseños reportados por Urbina (2010) y Victoria (2011).

Con fines ilustrativos, en la tabla 2 se reportan solamente las dimensiones y refuerzos de los elementos más demandados en planta baja de todos los diseños en estudio, que representa una visión incompleta de cómo la distribución geométrica de las vigas secundarias afectan puntualmente el diseño de los elementos resistentes principales de los edificios, pero por restricciones de espacio no es posible reportarlo y comentarlo con detalle.

Cabe señalar que en estas comparaciones es importante tomar en cuenta el impacto que tiene la experiencia y/o la personalidad del diseñador, pues existen algunos que tienden a ser más audaces e intentar siempre diseñar al límite de lo que les permite el reglamento en cuanto a todo (distorsiones, refuerzos máximos, etc.) para obtener las mínimas secciones posibles, que es la personalidad de quien diseñó el modelo M1Q2CP, mientras que otros prefieren no diseñar muy cercano a los límites de refuerzo, pues están conscientes de que a medida que se incrementan las cuantías de refuerzo, la ductilidad de las secciones se reducen y el congestionamiento del refuerzo provoca problemas adicionales en el armado y detallado del refuerzo, que es la personalidad de quien diseñó el modelo M2Q2CP. Para los modelos con $Q=3$ y $Q=4$, la personalidad del diseñador es similar a quien hizo el diseño del modelo M1Q2CP.

Por ello, tal vez resulta más claro ilustrar el hecho que utilizar vigas secundarias en dos direcciones lidera a diseños más balanceados en resistencia (secciones, armados) con base en comparar los diseños que obtuvo un mismo ingeniero, por lo que si uno compara los resultados reportados en la tabla 2 para los modelos diseñados con $Q=3$ y $Q=4$, se aprecia claramente que existe mayor diferencia en las secciones y cuantías de refuerzo de las vigas principales en dirección X e Y para los modelos con vigas secundarias en una sola dirección (modelos M1), que para los modelos donde las vigas secundarias se disponen en ambas direcciones (modelos M2). Para los modelos diseñados con $Q=2$, dado que los edificios fueron diseñados por ingenieros con distinta personalidad (uno es muy audaz y el otro un poco conservador), parecería que pasa lo contrario. Sin embargo, los periodos reportados en la tabla 1, los perfiles de distorsión (no mostrados) y los refuerzos completos diseñados para los edificios (no mostrados) indican que esto también se cumple para $Q=2$.

Tabla 2. Secciones y cuantías de refuerzo máximas obtenidas en PB para los distintos modelos

Modelo	Columnas		Extremo de vigas dirección X			Extremo de vigas dirección Y		
	Sección (cm)	ρ_{max}	Sección (cm)	ρ^-_{max}	ρ^+_{max}	Sección (cm)	ρ^-_{max}	ρ^+_{max}
M1Q4CP	115x115	0.0287	40x80	0.0189	0.0131	85x110	0.0089	0.0076
M2Q4CP	100x100	0.0390	45x85	0.0170	0.0124	65x100	0.0117	0.0100
M1Q4AA	120x120	0.0127	50x90	0.0082	0.0053	85x110	0.0073	0.0071
M2Q4AA	105x105	0.0147	55x95	0.0076	0.0070	70x110	0.0072	0.0068
M1Q3CP	130x130	0.0324	40x80	0.0245	0.0194	85x115	0.0105	0.0092
M2Q3CP	120x120	0.0374	60x90	0.0157	0.0132	75x100	0.0132	0.0122
M1Q3AA	130x130	0.0144	50x90	0.0082	0.0056	85x115	0.0070	0.0065
M2Q3AA	125x125	0.0131	60x90	0.0075	0.0066	75x100	0.0081	0.0074
M1Q2CP	110x110	0.0415	60x100	0.0142	0.0116	60x100	0.0160	0.0133
M2Q2CP	110x110	0.0396	65x110	0.0134	0.0117	70x120	0.0127	0.0127

CONSIDERACIONES PARA LOS ANÁLISIS NO LINEALES

Para efectuar los análisis no lineales se empleó el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992), utilizando modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido (figuras 9 y 10). Las vigas y columnas se modelaron con el elemento tipo viga-columna de su librería que considera la posibilidad de formar rótulas plásticas en sus extremos, definiendo en cada caso las superficies de falla conforme lo recomienda dicho programa para estructuras de concreto y con base en los armados obtenidos y que se presentan con detalle en Gatica (2007), Urbina (2010) y Victoria (2011). La acción de la losa como diafragma rígido se modeló a partir de elementos elásticos infinitamente rígidos, teniendo como única función transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos, sin posibilidad de disipar energía por comportamiento inelástico ni por amortiguamiento. En los análisis se consideró un amortiguamiento viscoso equivalente del 5%, en congruencia con lo supuesto en la definición de los espectros de diseño sísmico de las NTCS-2004. Se consideraron los efectos $P-\Delta$ y se ignoró la interacción suelo-estructura.

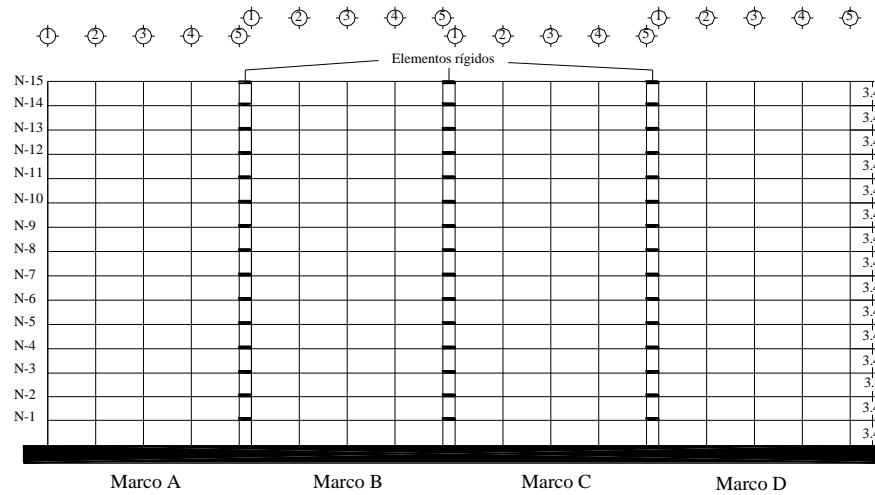


Figura 9 Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección X

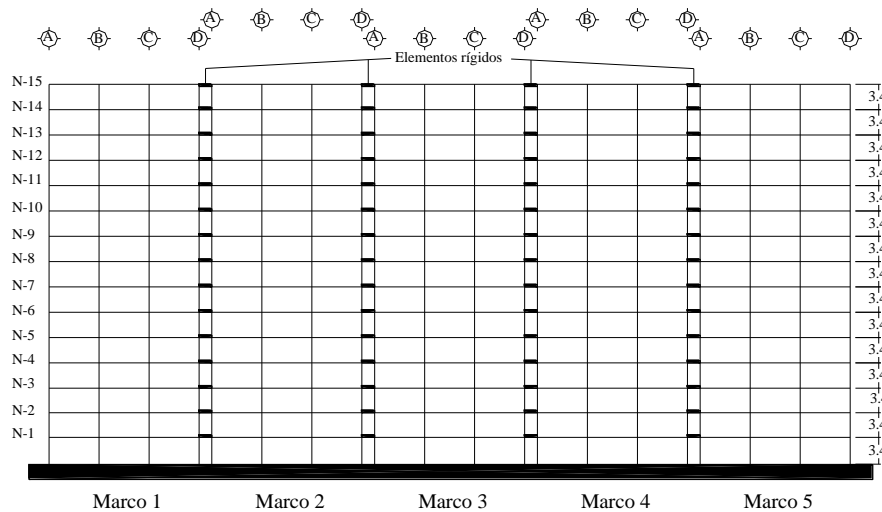
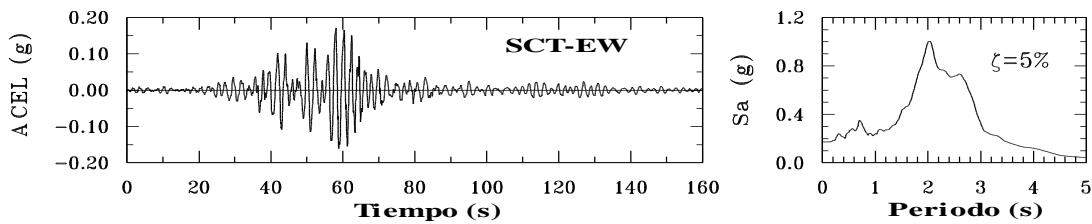


Figura 10 Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección Y

Para los análisis no lineales se contempló tanto las resistencias nominales como fuentes de sobrerresistencia y se utilizaron la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y uno artificial para la estación 56 (también ubicada en terreno blando) para un sismo de subducción de $M_s=8.2$, mostrados en la figura 11, con el fin de tener un par de acelerogramas representativos y de características similares al sismo máximo contemplado por el Reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios.



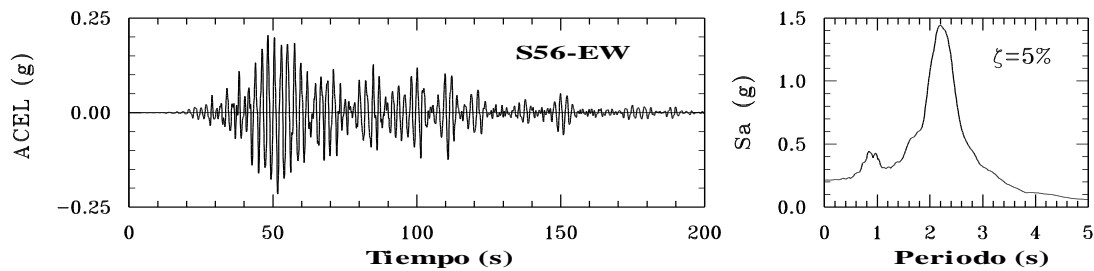


Figura 11 Acelerogramas utilizados en los análisis no lineales

Determinación de las resistencias nominales

En la definición de las superficies de falla de todos los modelos en estudio, se determinaron las resistencias a flexión de las trabes y a flexocompresión y flexotensión de las columnas de cada modelo considerando:

- El área real provista de refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo a compresión de las vigas.
- El bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-2004.
- Un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como se especifica en las NTCC-2004.
- El patín equivalente de la losa según NTCC-2004 así como el acero de refuerzo contenido dentro de esta porción de losa, al ser diseñadas de inicio las vigas como T.

Aunque se han designado como resistencias nominales a aquéllas obtenidas aplicando las cuatro consideraciones arriba mencionadas, es importante mencionar que incluyen cierto grado de sobrerresistencia; aquéllas inherentes al uso de la propuesta del RCDF-2004. Los factores de sobrerresistencia incorporados a este nivel serían:

- Factor debido al uso de factores de combinaciones de carga vertical y lateral ($FC = 1.1$).
- Factor debido al uso de factores de reducción de resistencia asociados a un modo de falla dúctil por flexión (para vigas $1/0.9 = 1.11$ y para columnas $1/0.8 = 1.25$).
- Factor debido al área real de acero provista.
- Factor asociado al uso de secciones y elementos tipo.
- Contribución del acero a compresión.
- Contribución del espesor y armado de una porción de la losa, definido como el patín de una sección T equivalente.
- Efectos tridimensionales.
- Cargas vivas reales menores que las normativas.

Los factores de sobrerresistencia asociados a la posibilidad de dominio de condiciones de carga gravitacional en el diseño, requerimientos de capacidades resistentes mínimas, requerimientos de rigideces por criterios de deformación y requerimientos de cuantías de acero mínimas se encuentran englobados en los factores asociados al uso de secciones y elemento tipo y al área real de acero provista en los elementos.

Fuentes adicionales de sobrerresistencia

Para tener una estimación de la sobrerresistencia máxima esperada, se determinó la resistencia de los miembros estructurales considerando las siguientes fuentes adicionales de sobrerresistencia:

- El factor de comportamiento real del acero empleando el modelo de Rodríguez y Botero (1995) y,
- El factor de comportamiento real del concreto utilizando el modelo de Kent y Park modificado para tomar en cuenta el confinamiento (Park *et al.* 1982, Luna 2000).

La aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas, en particular cuando la losa se encuentra en tensión, es otra de las fuentes de sobrerresistencia reconocidas y se tomó en cuenta, teniendo cuidado que en el patín correspondiente a la losa, el concreto se modeló como no confinado.

Como será claro más adelante, estas fuentes de adicionales de sobrerresistencia sólo se estudiaron para los modelos diseñados con $Q=3$ y $Q=4$, dado que para los modelos diseñados con $Q=2$, las demandas inelásticas fueron muy reducidas aun considerando sólo resistencias nominales.

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES

Para todos los modelos se estudiaron los siguientes parámetros dinámicos para todos los modelos no lineales: (a) curvas de histéresis de entrepiso, (b) mapeo de la fluencia de elementos, en tiempos específicos, en envolventes, y su monitoreo en el dominio del tiempo, incluyendo la determinación de la magnitud de las rotaciones inelásticas máximas, (c) envolventes de distorsiones de entrepiso máximas (Δ), (d) envolventes de cortantes de entrepiso máximos (V/W_T), (e) demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ), (f) distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso (γ_{fluencia} o Δ_{fe}), (g) distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$ o Δ_{mi}), (h) cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{\text{inelásticos}}$) entre el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante un acelerograma dado (Total MC), (i) cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica o “pico a pico” ($k_{\text{mínima}}$ ó k_{imin}) asociada a los ciclos histeréticos de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ($k_{\text{elástica}}$ ó k_{el}) y, (j) cociente entre el promedio de las rigideces de entrepiso secantes asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos (k_{promedio}) y la rigidez elástica del entrepiso ($k_{\text{elástica}}$ ó k_{el}). Algunos de estos conceptos se ilustran esquemáticamente en la figura 12.

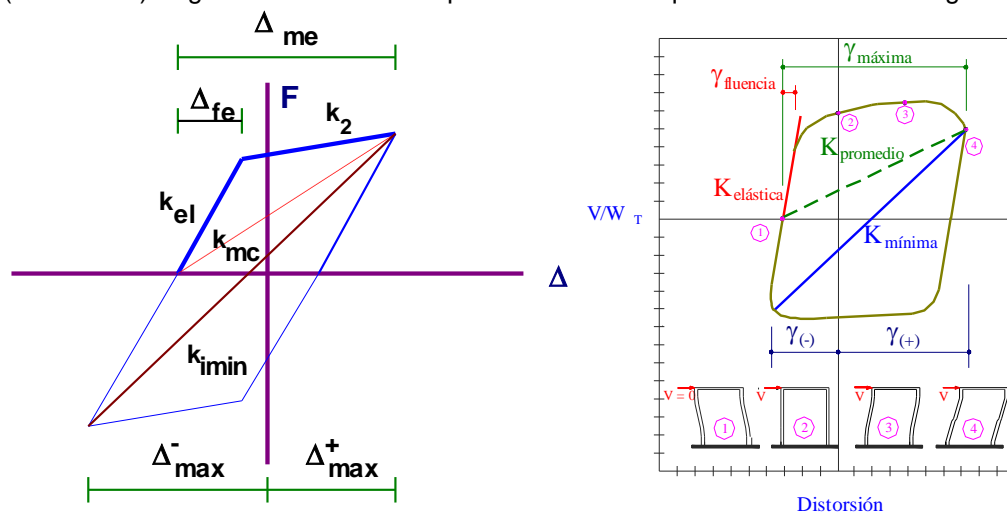


Figura 12 Definición de parámetros a partir de ciclos y medio ciclos de histéresis, generalmente asimétricos

Por restricciones de espacio no se presentarán y discutirán en este trabajo todos estos parámetros, cuyos detalles se reportan en Gatica (2007), Urbina (2010) y Victoria (2011), sino que ilustraremos a partir de las curvas de histéresis de entrepiso y de los mapeos de fluencia de elementos de algunos modelos sujetos ante la acción del acelerograma de SCT-EW o S56-EW (figura 11), la diferencia entre la respuesta del mismo edificio diseñado con el mismo procedimiento, y cuya única diferencia (no menor), es que en un caso se usan vigas secundarias en una dirección y en el otro en ambas direcciones.

En las figuras 13 y 14 se presentan las curvas de histéresis de entrepiso considerando resistencias nominales para los modelos diseñados conforme al cuerpo principal y con $Q=2$ cuando son sujetas al acelerograma sintético para la estación 56 (S56-EW). En el modelo donde se disponen vigas secundarias en una sola dirección (figura 13), se aprecia que las demandas de ductilidad de entrepiso en la dirección paralela a las vigas secundarias (X, figura 13a) son mayores que en la dirección perpendicular a ellas (Y, figura 13b), entre otras cosas, como consecuencia que las vigas secundarias distribuyeron una cantidad más importante de la carga vertical en la dirección Y y esto lideró a que las vigas en esa dirección tuvieran, en el promedio, mayores secciones y cuantías de refuerzo y, por ende, mayor resistencia ante carga lateral. Esto sucedió a pesar de que dinámicamente son similares (periodos próximos, tabla 1) y su geometría en planta (claros de crujeas, figura 2) no es muy distinta. En cambio, en la figura 14 se aprecia que las demandas de ductilidad de entrepiso en ambas direcciones son más próximas, tanto por la similitud dinámica (periodos muy parecidos, tabla 1), la geometría de los marcos (figura 2), como al hecho nada despreciable que el disponer vigas secundarias en dos direcciones reparte de una manera más equitativa la carga vertical en ambas direcciones ortogonales, lo que favorece un diseño sismorresistente más balanceado en ambas direcciones.

En las figuras 15 y 16 se presentan las curvas de histéresis de entrepiso considerando resistencias nominales para los modelos diseñados conforme al cuerpo principal y con $Q=3$ cuando son sujetas al registro SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985. Se pueden hacer las mismas observaciones que para los modelos con $Q=2$, pero en estas figuras es aún más notable que en el modelo donde se disponen vigas secundarias en una sola dirección (figura 15), se aprecia que las demandas de ductilidad de entrepiso en la dirección paralela a las vigas secundarias (X, figura 15a) son notablemente mayores en la dirección perpendicular a ellas (Y, figura 15b), donde la respuesta es prácticamente elástica. En cambio, cuando se disponen de vigas secundarias en ambas direcciones (figura 16), las demandas inelásticas difieren menos entre ambas direcciones.

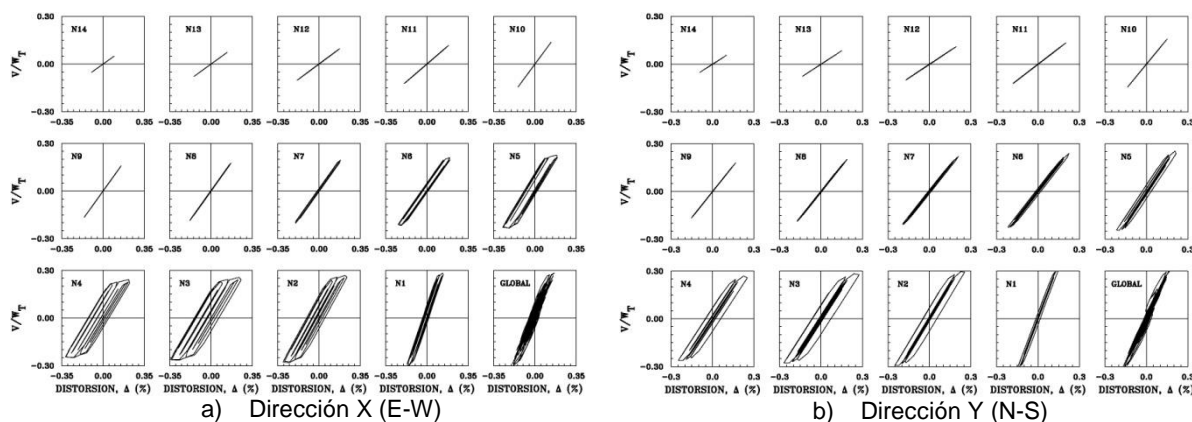


Figura 13 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M1Q2CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma S56-EW

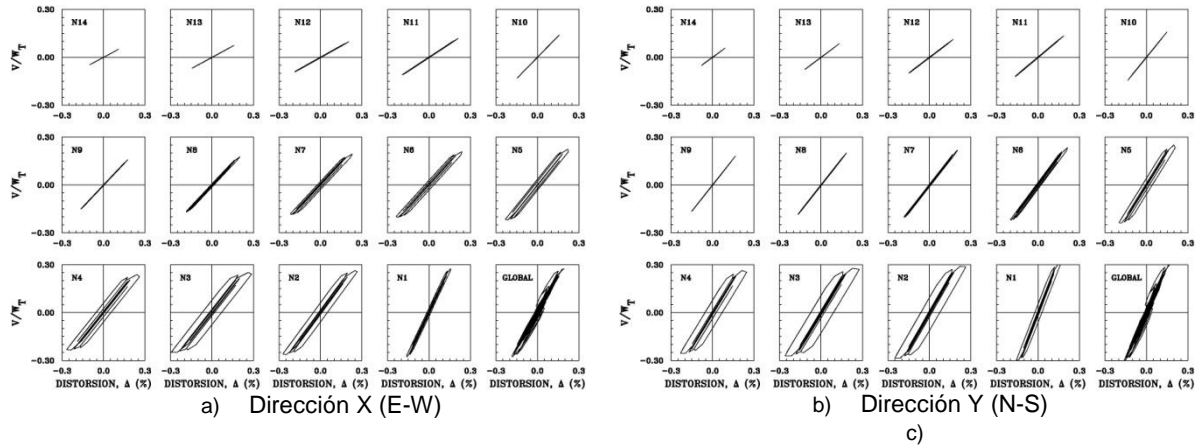


Figura14 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M2Q2CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma S56-EW

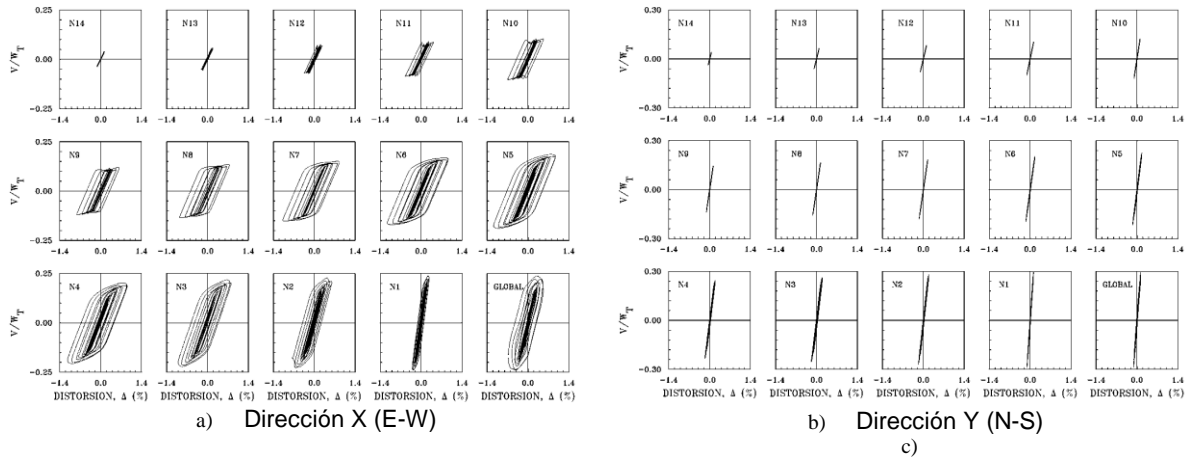


Figura15 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M1Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

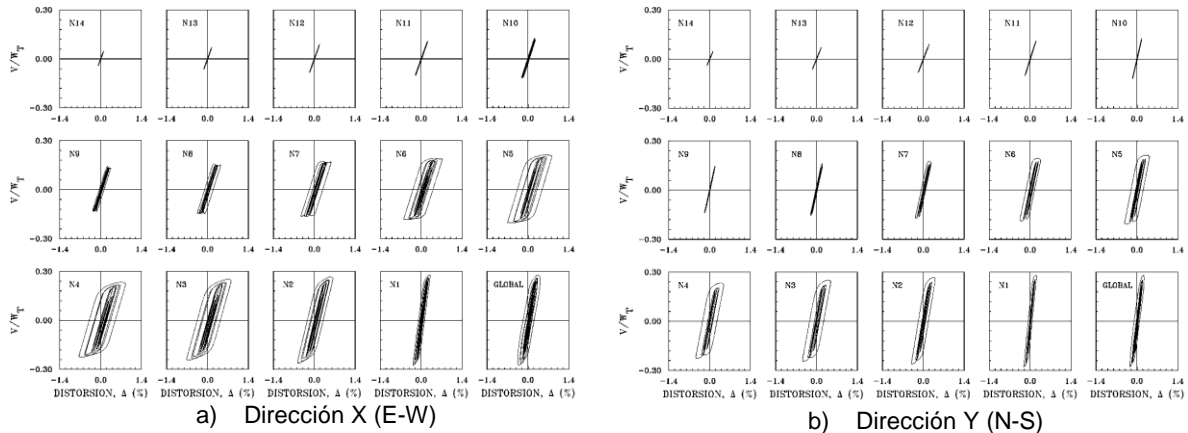


Figura16 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M2Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

En las figuras 17 y 18 se presentan las curvas de histéresis de entrepiso considerando resistencias nominales para los modelos diseñados conforme al Apéndice A y con $Q=4$ cuando son sujetas al registro SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985. En las figuras 19 y 20 se presentan las curvas de histéresis de entrepiso considerando sobrerresistencias para esos mismos modelos.

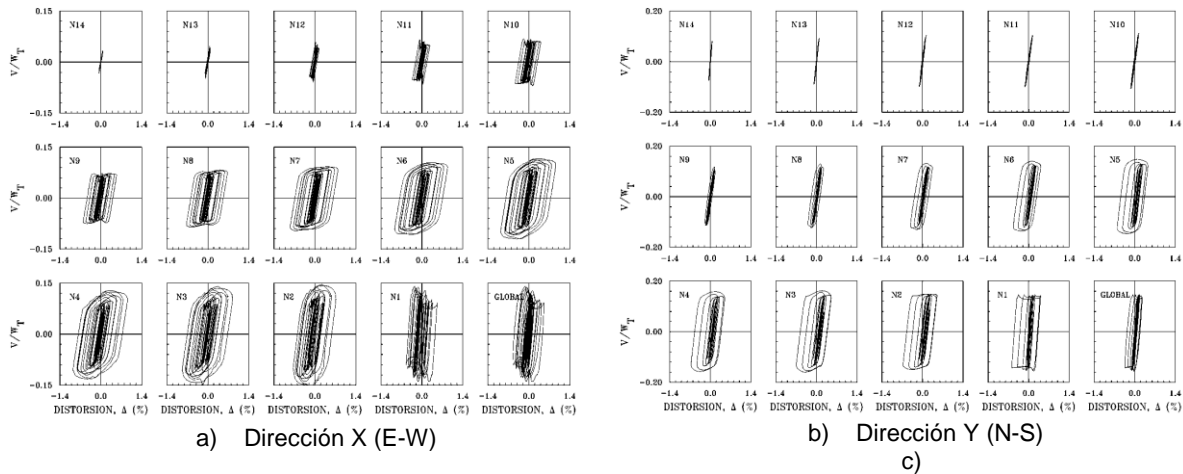


Figura17 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M1Q4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

De la comparación de las figuras 17 y 18, se aprecia esencialmente lo mismo que para $Q=2$ y $Q=3$: considerando resistencias nominales, existe mayor similitud en las demandas inelásticas en ambas direcciones en el modelo donde las vigas secundarias se disponen en ambas direcciones (figura 18) que en el modelo donde las vigas secundarias se disponen en una sola dirección (figura 17).

Lo anterior se sigue observando, y quizá de una manera más notoria, si se consideran sobrerresistencias (figuras 19 y 20), pues para el modelo con vigas secundarias en una sola dirección, la respuesta en la dirección Y, donde se apoyan o descargan las vigas secundarias, es prácticamente elástica (figura 19b). En las figuras 21 y 22 ilustran las magnitudes de las rotaciones plásticas acumuladas de estos modelos, y se confirma que existe más disparidad entre las rotaciones plásticas de las vigas de los marcos en dirección X (figura 21a) y de la dirección Y (figura 21b) del modelo con vigas secundarias en una sola dirección, que cuando las vigas secundarias se disponen en ambas direcciones (figura 22).

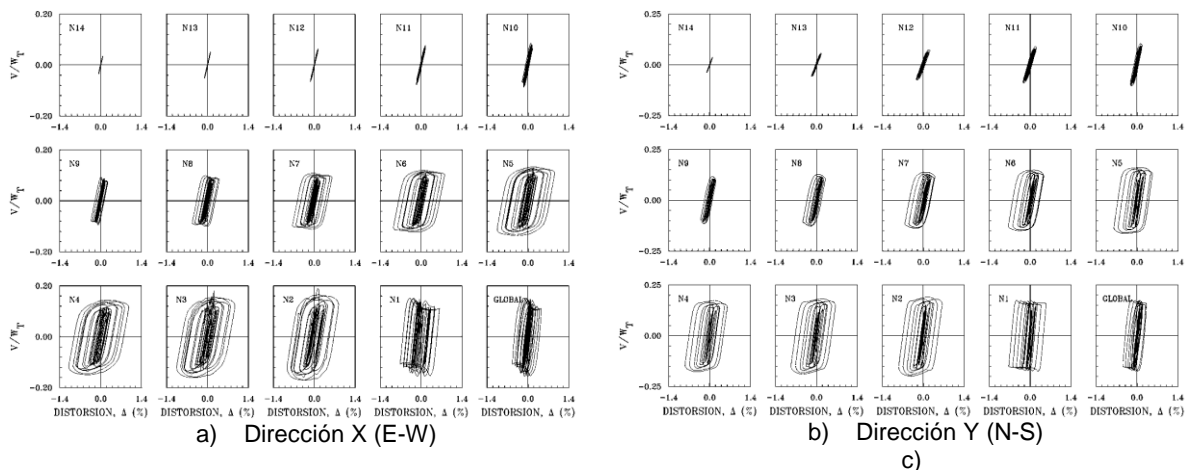


Figura18 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M2Q4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

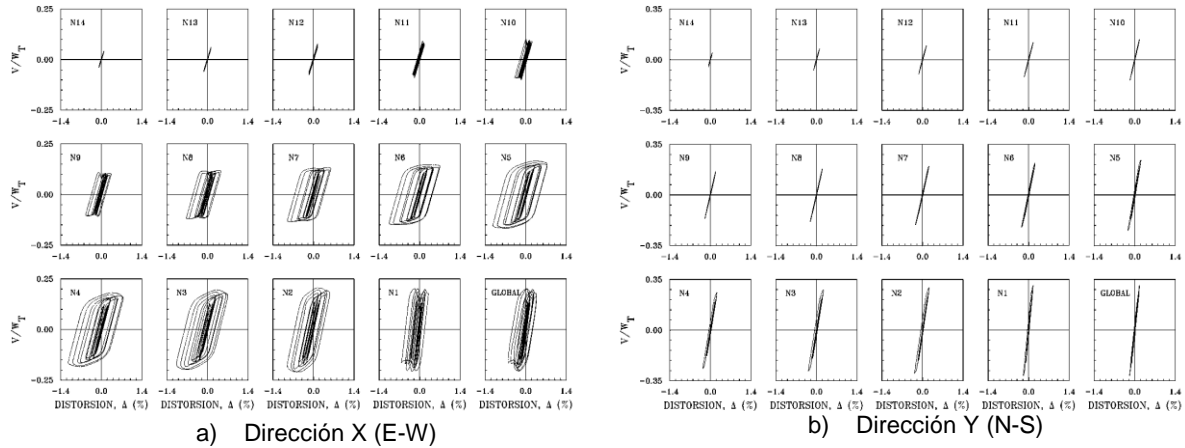


Figura 19 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M1Q4AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

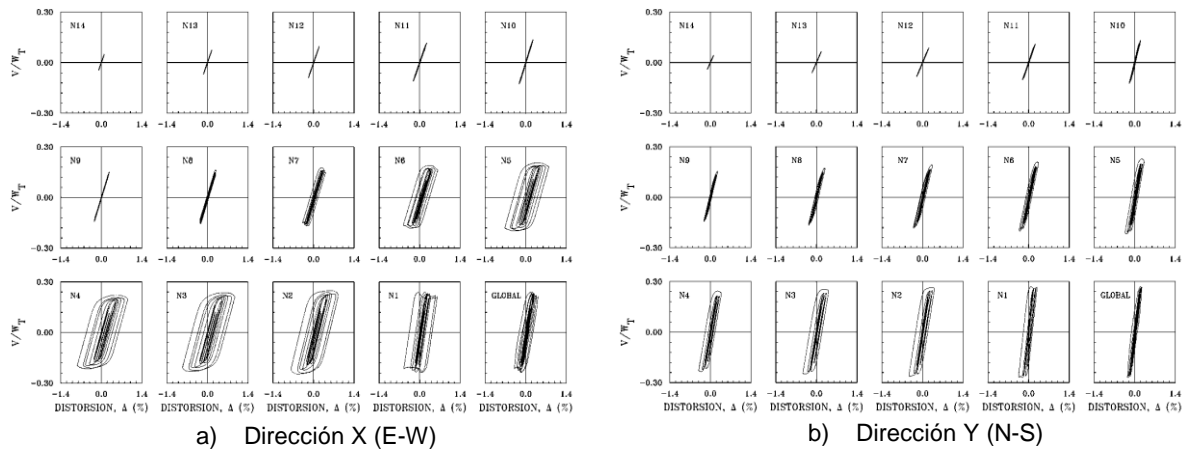


Figura 20 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo M2Q4AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

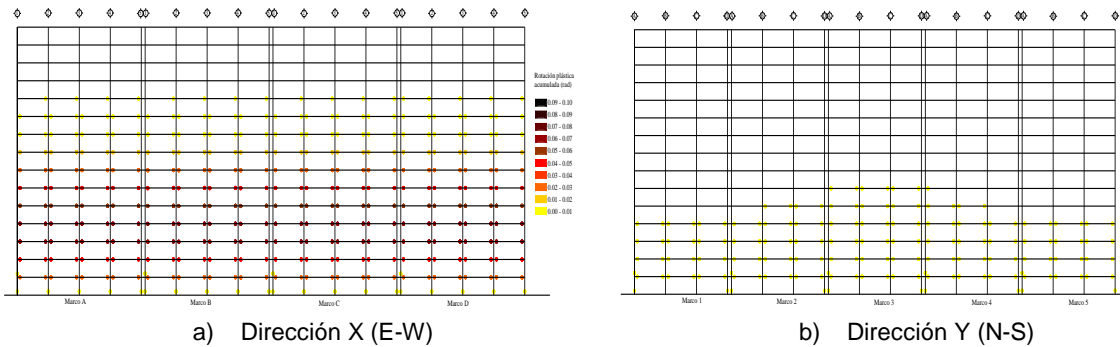


Figura 21 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA, correspondientes al análisis realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia

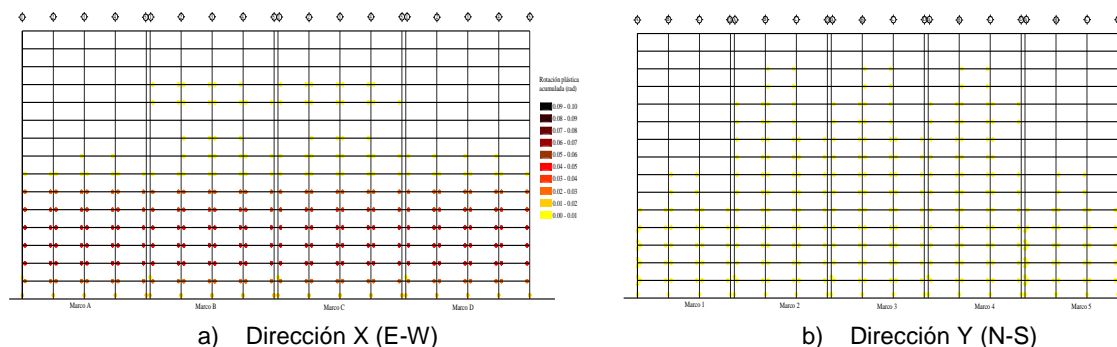


Figura 22 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA, correspondientes al análisis realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia

De todos los resultados expuestos anteriormente, parece ser evidente que la importancia de la distribución de las vigas secundarias crece a medida que Q aumenta o se desarrollan resistencias laterales menores, lo que debe interpretarse como que la distribución de las cargas verticales impacta más el diseño de edificios a medida que las fuerzas laterales reducidas con fines de diseño disminuyen, que en función de los reglamentos de diseño sísmico de México se darían con base en los siguientes parámetros o condiciones de diseño: a) los considerados en este estudio: a medida que aumenta la ductilidad en función de Q y/o disminuye la sobrerresistencia (en función de R), b) los no evaluados en este estudio, como los debidos a la reducción de las fuerzas laterales de diseño por los efectos de sitio, es decir, las diferencias entre los espectros de diseño entre terreno firme y terreno blando, o por la atenuación del trayecto de las ondas sísmicas, es decir, en función de que tan próximo o qué tan alejado se encuentra un sitio de las fuentes de peligro sísmico.

Finalmente, en la tabla 3 se reportan los cortantes basales máximos (V) demandados en los análisis dinámicos no lineales, normalizados con respecto al peso total de la estructura (W). Los resultados confirman lo expuesto con anterioridad, existe un mejor balance de resistencia lateral en ambas direcciones en los modelos donde se disponen vigas secundarias en ambas direcciones (modelos M2), que aquéllos donde se disponen vigas en una sola dirección (modelos M1), donde la dirección Y es notablemente más resistente que la dirección X y esto se acentúa más a medida que aumenta Q , pues la resistencia lateral de diseño (no reportada) y la desarrolladas (reportadas) disminuyen.

Tabla 3 Cortantes basales máximos demandados en los análisis dinámicos no lineales

Modelo	Dirección X		Dirección Y	
	V/W Nominal	V/W Sobrerresistencia	V/W Nominal	V/W Sobrerresistencia
M1Q4CP	0.185	0.279	0.278	0.373
M2Q4CP	0.240	0.347	0.276	0.368
M1Q4AA	0.179	0.210	0.235	0.317
M2Q4AA	0.189	0.268	0.199	0.276
M1Q3CP	0.239	0.324	0.338	0.438
M2Q3CP	0.302	0.369	0.308	0.371
M1Q3AA	0.160	0.224	0.234	0.352
M2Q3AA	0.175	0.235	0.207	0.283
M1Q2CP	0.298	-	0.312	-
M2Q2CP	0.278	-	0.303	-

CONCLUSIONES

Se presentaron y compararon los resultados de un estudio realizado en diferentes diseños hechos para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos de concreto reforzado, diseñados con factores de comportamiento sísmico $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$, utilizando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal mexicano vigentes (NTCS-2004). Se consideró que el edificio se encuentra ubicado en la subzona IIIb con un periodo de sitio $T_s=2.0$, pues a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico, y en esta zona está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, lugar donde se capturó el registro de aceleración SCT-EW, el más importante registrado en terreno blando durante los sismos de septiembre de 1985.

Una variable importante en el diseño de los edificios fue el sistema de piso. Aunque todos los edificios se diseñaron considerando que el sistema de piso lo constituyen losas perimetralmente apoyadas, en unos casos se consideró lo más común, utilizar vigas secundarias sólo en una dirección, mientras que en otros casos se consideraron que las vigas secundarias se disponen en ambas direcciones. Esta decisión de estructuración tiene un impacto notable en los diseños finales, que resultan diferentes como consecuencia directa de la distinta distribución de las cargas verticales y su impacto relativo en las respectivas combinaciones con las cargas laterales por sismo.

Se realizaron análisis dinámicos no lineales de los edificios sujetos ante la acción del acelerograma SCT-EW, registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$), así como de un acelerograma artificial generado para la estación 56 del DF para un sismo de magnitud $M_s=8.2$, que son representativos del espectro diseño sísmico que establecen las NTCS-2004 para la subzona IIIb. Se consideraron resistencias nominales y sobrerresistencias asociadas a los diseños hechos conforme lo exige el Reglamento.

De todos los resultados expuestos en el artículo, tanto en el proceso de diseño (periodos, distorsiones de diseño, secciones transversales y cuantías de refuerzos), como de los análisis dinámicos no lineales, parece ser evidente que la importancia de la distribución de las vigas secundarias crece a medida que Q aumenta o se desarrollan resistencias laterales menores, lo que debe interpretarse como que la distribución de las cargas verticales impacta más el diseño de edificios a medida que las fuerzas laterales reducidas con fines de diseño disminuyen. En general, esto se daría con base en los siguientes parámetros o condiciones de diseño:

- los considerados en este estudio: a medida que aumenta la ductilidad en función de Q y/o disminuye la sobrerresistencia (en función de R),
- los no evaluados en este estudio, como los debidos a la reducción de las fuerzas laterales de diseño por los efectos de sitio, es decir, las diferencias entre los espectros de diseño entre terreno firme y terreno blando, o por la atenuación del trayecto de las ondas sísmicas, es decir, en función de que tan próximo o qué tan alejado se encuentra un sitio de las fuentes de peligro sísmico.

Los resultados de los análisis dinámicos no lineales demuestran que el comportamiento sísmico de los modelos diseñados con losas perimetralmente apoyadas que cuentan con vigas secundarias en ambas direcciones es más balanceado o uniforme en sus demandas inelásticas que en los modelos donde se disponen vigas secundarias en una sola dirección, donde una dirección es notablemente más demandada con respecto a la dirección ortogonal a ella, por lo que existe un desbalance que no es sísmicamente favorable.

Con base en este estudio, se puede recomendar que, cada vez que sea posible, es mejor práctica utilizar sistemas de piso que distribuyan más uniformemente las cargas verticales y que trabajen como diafragmas rígidos en ambas direcciones ortogonales para garantizar un desempeño sísmico más balanceado del edificio en ambas direcciones ortogonales.

REFERENCIAS

1. Corona, G. (2003), "ECOGcW versión 2.06, Análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso", www.gcingenieria.com.
2. Correa, H. (2005), "Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2001) para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mayo.
3. Fundación ICA (1988), **Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985**, primera edición, Limusa, México.
4. García Jarque, F. (2006), *Comunicación personal*.
5. Gatica, G. (2007), "Importancia del diseño del sistema de piso en edificios con base en marcos dúctiles diseñados conforme al reglamento del Distrito Federal", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, octubre.
6. Instituto de Ingeniería, UNAM (1985), "La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985", *Informe Preliminar*, México, octubre.
7. González, O. y F. Robles (2005), **Aspectos fundamentales del concreto reforzado**, quinta edición, Limusa.
8. Habibullah, A. (2007), "ETABS 9, Building Analysis and Design", Computer & Structures Inc., *manual en línea*.
9. Horvilleur, J. F. y M. A. Cheema (1994), "Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, Zacatecas, Vol. I, pp. 244-259, octubre.
10. Luaces, F. L. (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
11. Luna, J. L. (2000), "Estudio de los criterios del RCDF-93 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares a base de marcos de concreto", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.
12. Luna, J. L. y A. Tena (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 66, pp. 1-43, enero-junio.
13. NTCC-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
14. NTCS-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
15. Park, R., M. J. N. Priestley y W. D. Gill (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.

16. Prakash, V., G. H. Powell y F. Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: Base program user guide", *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
17. Riobóo, J. M. (1995), "Estructuras de concreto", *Memorias, Simposio Internacional: La ingeniería civil a 10 años de los sismos de 1985*, México, septiembre, pp. 123-127.
18. Rodríguez, M. y J. C. Botero (1995), "Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 49, pp. 39-50.
19. Tena, A. (2007), **Análisis de estructuras con métodos matriciales**, primera edición, editorial Limusa, septiembre.
20. Tena-Colunga, A., H. Correa-Arizmendi, J. L. Luna-Arroyo y G. Gatica-Avilés (2008), "Seismic Behavior of Code-Designed Medium Rise Special Moment-Resisting Frame RC Buildings in Soft Soils of Mexico City", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 12, pp. 3681-3707, doi:10.1016/j.engstruct.2008.05.026.
21. Urbina, L. A. (2010), "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio regular con marcos de concreto reforzado diseñado conforme a una práctica común realizada en despachos de ingeniería estructural", *Proyectos Terminales I y II*, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, julio.
22. Victoria, L. (2011), "Evaluación del diseño sísmico de un edificio regular con marcos de concreto reforzado diseñado con $Q=2$ y detallado dúctilmente", *Proyectos Terminales I y II*, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, abril.